

9 地下连续墙结构



本讲内容



9.1 概述

9.2 地下连续墙挡土墙设计

9.3 地下连续墙兼作外墙时的设计

9.4 地下连续墙接头设计



9.1 概述



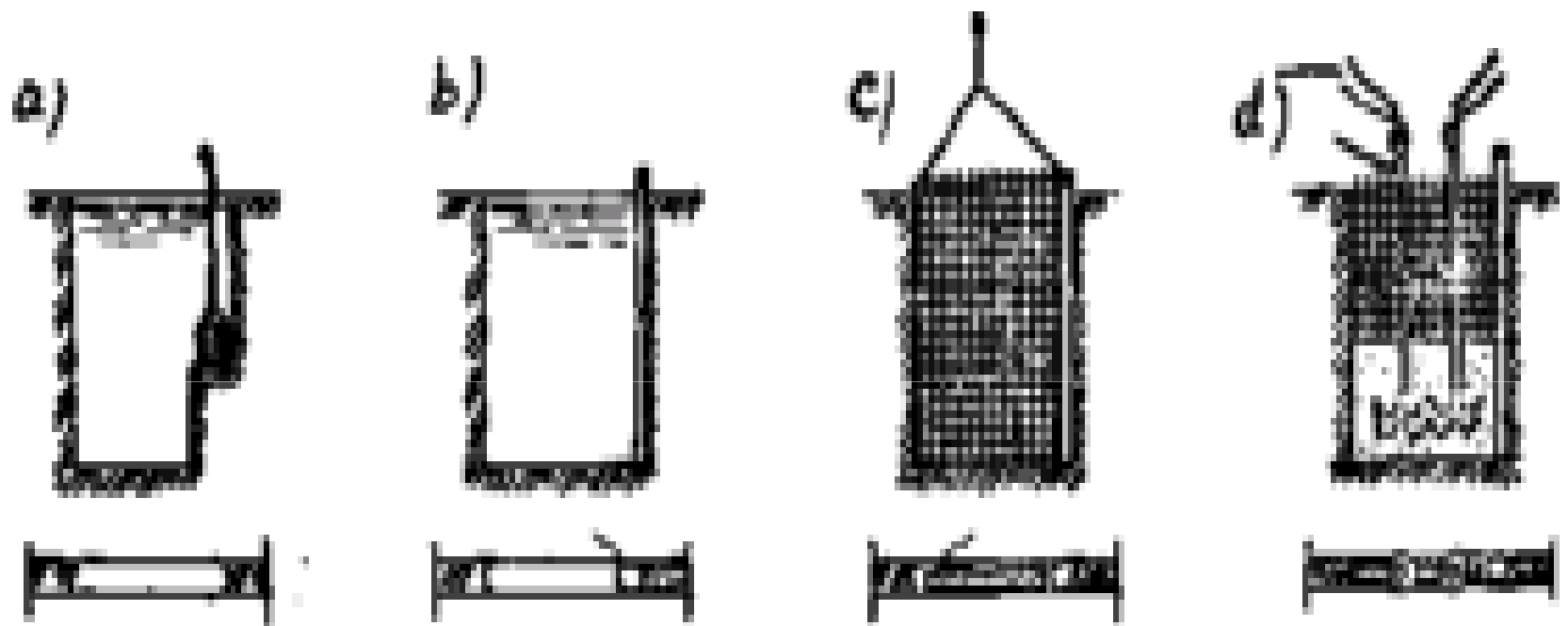
定义：集承重、挡土和防渗于一身的所谓“三合一”地下连续墙。

地下连续墙施工方法（又称槽壁法），是近30年来在基础工程和地下工程中正在发展和广泛应用的一项新技术。

9.1.1 地下连续墙的施工方法

在地面上用挖槽设备，沿着深开挖工程的周边，依靠泥浆护壁的支护，开挖一定槽段长度的沟槽；再将钢筋笼放入沟槽内。采用导管在充满稳定液的沟槽中进行混凝土现场浇筑。相互邻接的槽段，由特别接头（施工接头）进行连接。这样就成为长的地下墙。

地下连续墙施工过程



沟槽开挖

安设接头管

吊放钢筋笼

浇混凝土

a) 沟槽开挖, b) 安设接头管, c) 吊放钢筋笼, d) 浇筑混凝土

图9-1

9.1.2 地下连续墙结构特点

是始终充满着特殊液体作为沟槽的支护。

适用条件：

1. 基坑深度大于10m；
2. 软土地基或砂土地基；
3. 密集建筑群中，对沉降限制严格时；
4. 围护结构与主体结构相结合，抗渗要求严格时；
5. 采用逆作法施工，内衬与护壁形成复合结构的工程。

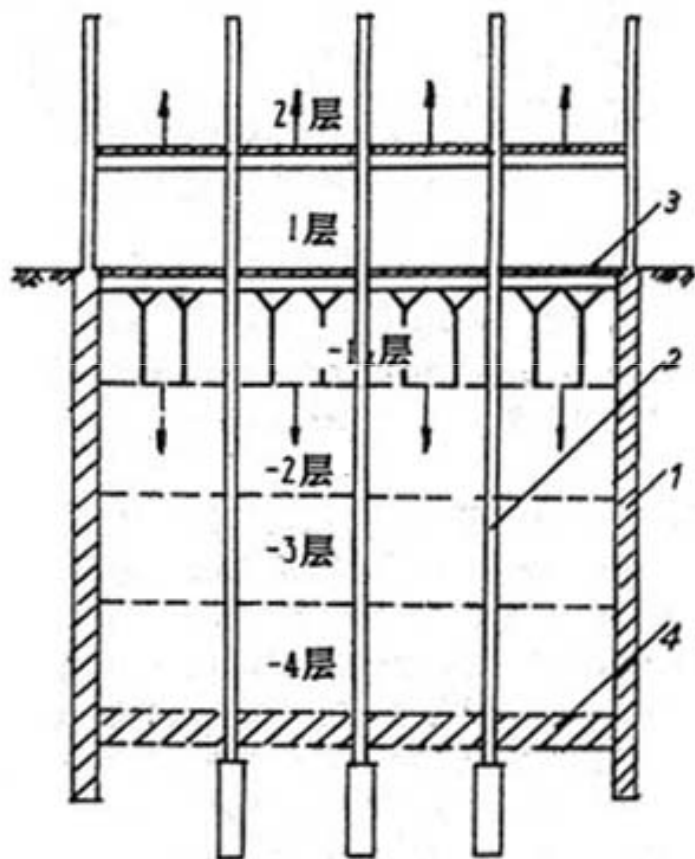
逆作法施工

深地下室的常规施工是通过临时支护基坑坑壁，开挖至预定深度后，浇底板并由下而上施工各层地下室结构，待地下室完工后，再逐层进行地上结构的施工。

逆作法施工工艺是先沿建筑物外围施工地下连续墙，作为地下室的边墙或基坑的围护结构。

在建筑物内部的浇筑中间支承柱，开挖土方至第一层地下室底面标高，浇注梁及部分的板，该层楼盖即可作为地下连续墙刚度很大的支撑系统。然后在梁间没有浇板的空档内，向下逐层施工各层地下室结构。与此同时，在已完成底面梁板结构的基础上，做上部结构。

日本读卖新闻社大楼 逆作法施工



地上9层，地下6层，总工期只用了22个月，比常规方法缩短了6个月。

图 3-36 “逆作法”的工艺原理

1—地下连续墙；2—中间支承柱；3—地下室顶板；4—底板

地下连续墙结构优点

1. 施工时，特别在软土地层施工时没有噪音、支护简单，对相邻的工程结构和地下设施影响极微；
2. 刚度大，整体性好，可用于超深围护结构或主体结构；
3. 耐久性能好，抗渗性能好；
4. 可实行逆作法施工，有利于施工安全，加快施工进度，降低造价；
5. 适用于多种地质情况。

地下连续墙结构缺点

- i、弃土及废泥浆的处理问题；
- ii、地质条件和施工适用性问题；
- iii、槽壁坍塌问题；
- iv、现浇地下连续墙的墙面通常较粗糙；
- v、地下连续墙如用作施工期间的临时挡土结构时造价较高。

9.2 地下连续墙挡土墙设计

地下连续墙的设计计算主要包括以下几个方面：

确定荷载，包括土、水压力等

确定入土深度

槽壁稳定验算；

地下连续墙静力计算；

配筋计算，构件强度验算，裂缝开展验算，垂直接头计算。

9.2.1 荷载

地下连续墙的荷载包括施工及使用两个阶段的荷载。

施工阶段的荷载主要指基坑开挖阶段的水土压力，地面施工荷载、逆作法施工时上部结构传递的垂直承重荷载等。

使用阶段的荷载包括使用阶段的水土压力，主体结构使用阶段的恒载和活载等。

地下连续墙的计算理论是从古典的假定土压力为已知，不考虑墙体变形，不考虑横撑变形，逐渐发展到考虑墙体变形，考虑横撑变形，直至考虑土体与结构的共同作用，土压力随墙体变化而变化。见表9-1、9-2。

P206

类 别	计算理论及方法	条 件	类 别	计算理论及方法	条 件
(一)	按古典的方法	土压力已知 不考虑墙体变形 不考虑支撑变形	(三)	横撑轴力、墙体弯矩随之变化的方法	土压力已知 考虑墙体变形 考虑支撑变形
(二)	横撑轴力、墙体弯矩不变化的方法	土压力已知 考虑墙体变形 不考虑支撑变形	(四)	共同变形理论	土压力随墙体变位而变化 考虑墙体变形 考虑支撑变形

9.2.2 槽幅设计

槽幅是指地下连续墙一次开挖成槽的槽壁长度。最小不得小于一次抓挖（钻挖）的宽度，最大尺寸应根据槽壁稳定性确定。

目前3-6m，一般不超过8m。

槽壁稳定性验算

有理论分析法和经验公式法两种，这里介绍经验公式法。

1. 梅耶霍夫经验公式 (Meyerhof)

开挖槽段的临界深度按下式求得：

$$H_{cr} = \frac{NC_u}{K_0\gamma' - \gamma'_1} \quad (9-1)$$

$$N = 4 \left(1 + \frac{B}{L} \right)$$

P207

槽壁的坍塌安全系数Fs按下式计算

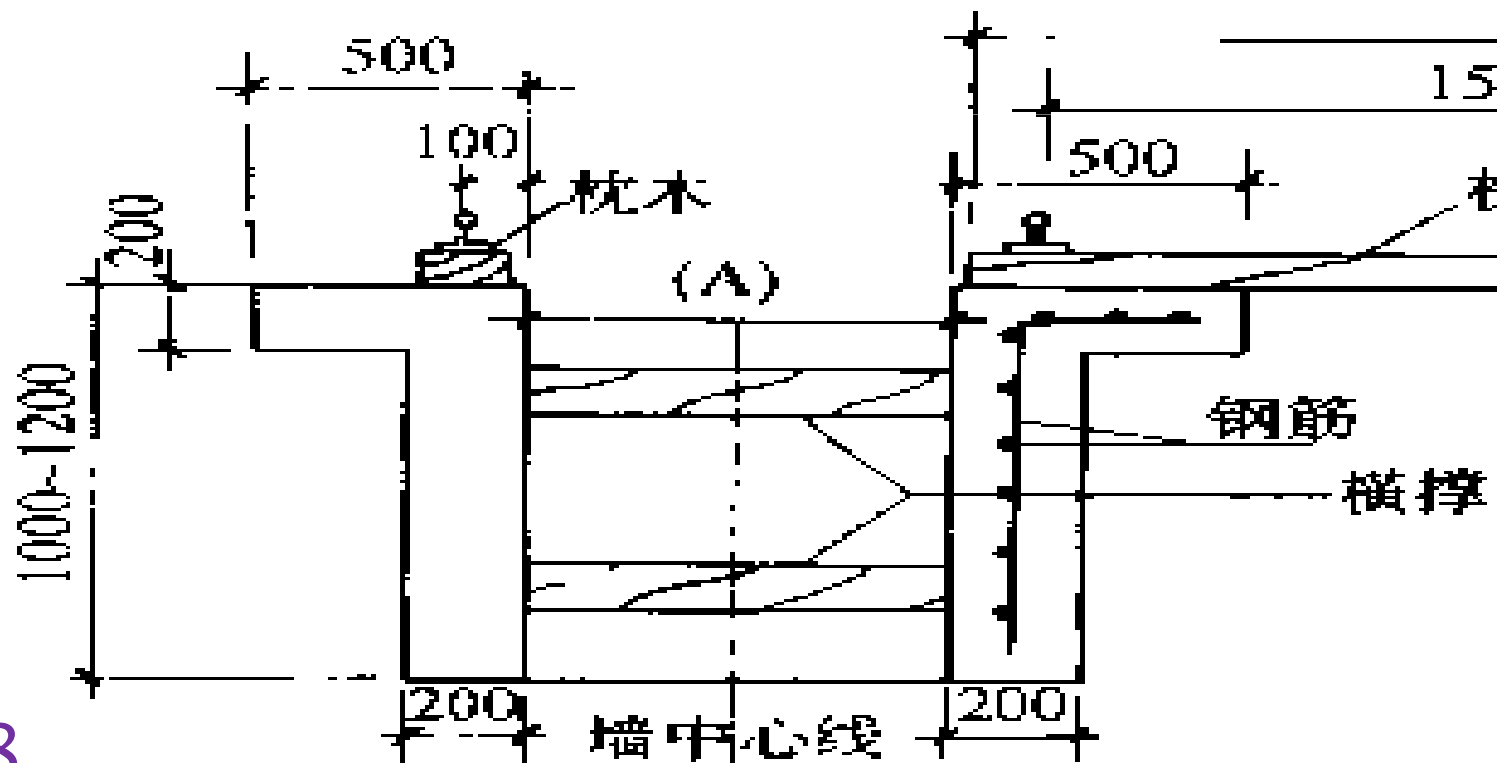
$$F_s = \frac{NC_u}{P_{0m} - P_{1m}} \quad (9-3)$$

非黏性土的经验公式：

$$F_s = \frac{2(\gamma - \gamma_1)^{1/2} \tan \varphi_d}{\gamma - \gamma_1}$$

9.2.3 导墙设计

导墙是指地下连续墙开槽施工前，沿连续墙轴线方向全长周边设置的导向槽



地下连续墙挡土墙设计

导墙的作用有下列几方面：

(1) 导墙是控制地下连续墙各项指标的基准

(2) 挡土作用 防止槽壁顶部坍塌。

(3) 重物支承台的作用

在施工期间，导墙常承受钢筋笼、浇筑混凝土用的导管、机架等静、动荷载。

(4) 维持稳定液面的作用

(5) 导墙内的空间有时可作为稳定液的贮藏槽。

导墙深度以墙脚进入原状土不小于300mm为宜，

墙顶面需高出地面200--300mm，宽度要求

大于连续墙设计宽度50mm。

9.2.4 连续墙深度及厚度的初选

连续墙深度的确定

连续墙深度由入土深度决定。

入土比的概念：连续墙入土深度与基坑开挖深度的比值。

连续墙深度可以先由以下两种古典的稳定判别方法直接计算得到一个初值，然后通过基坑稳定性验算最终确定合理的入土比。

A 板柱底端为自由的稳定状态连续墙深度的确定

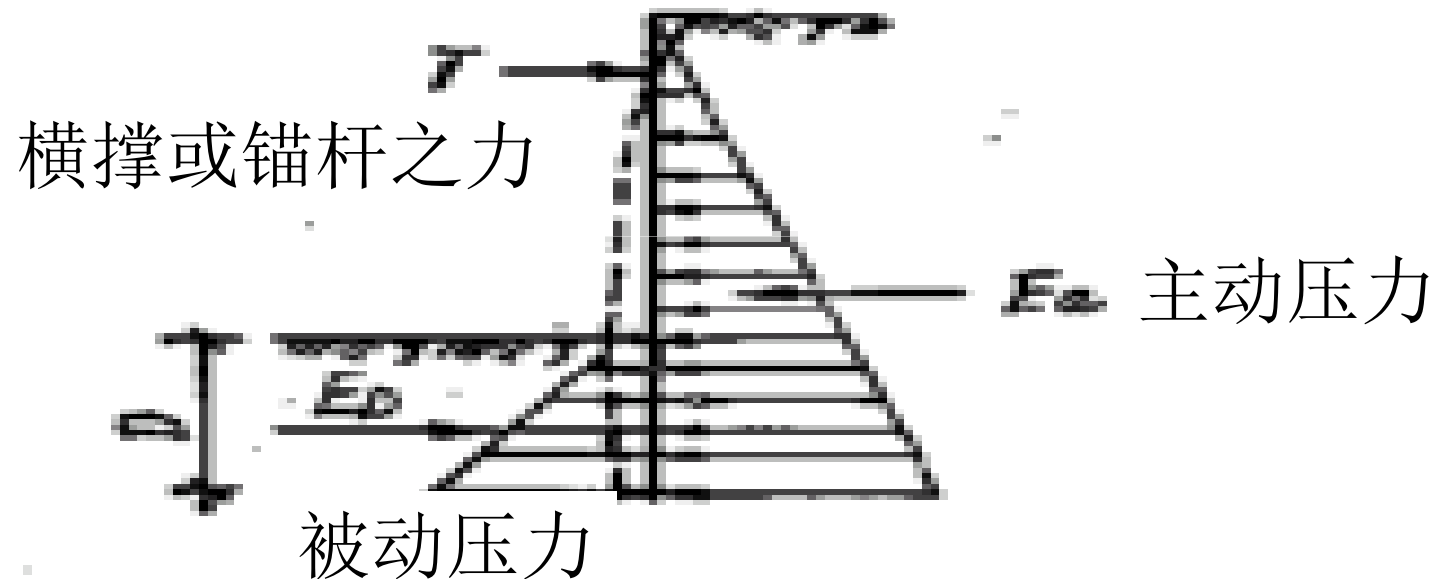


图9-4 板柱底端为自由

T —横撑或锚杆之力， E_a —
主动压力， E_p —被动压力

B 板桩底端为嵌固的稳定状态

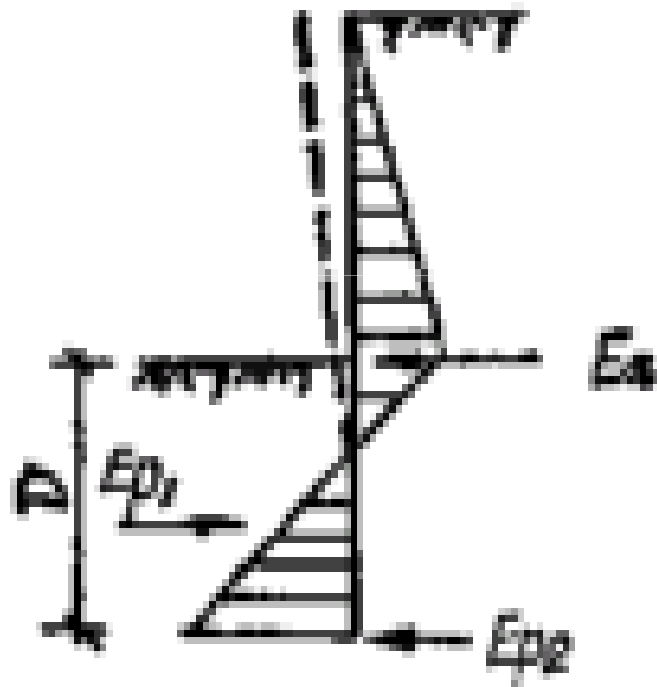


图9-5 板桩底端为嵌固的稳定状态（悬臂板桩）

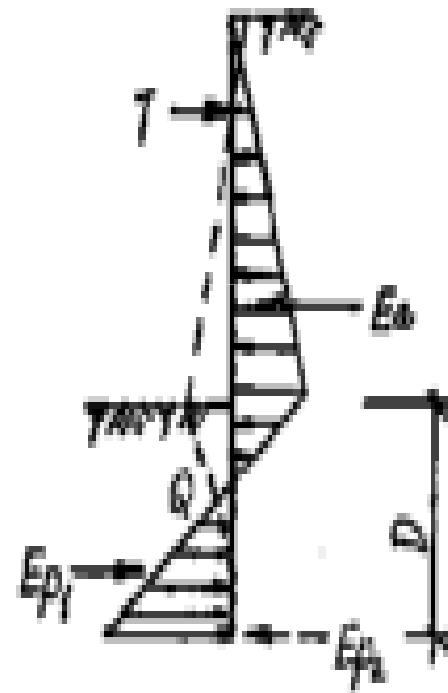
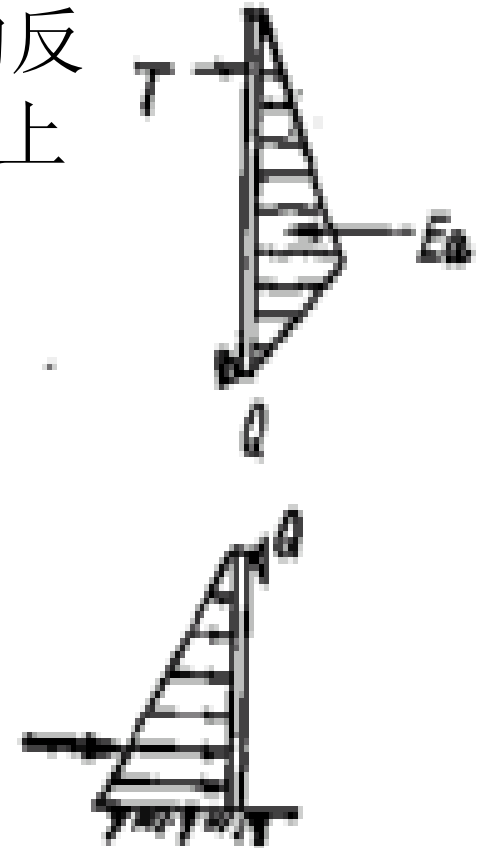
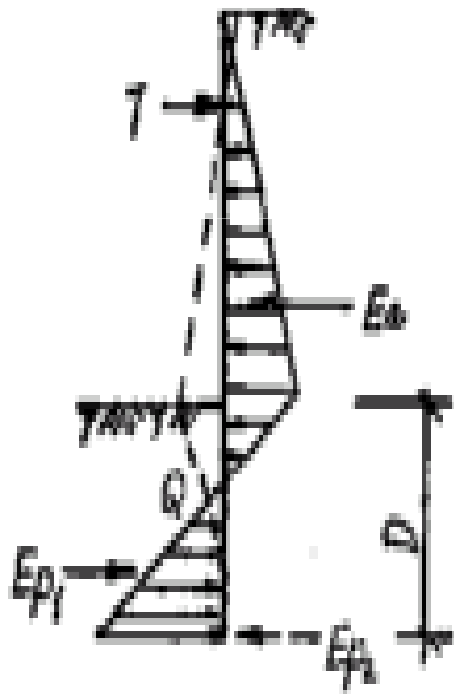


图9-6 板桩底端为嵌固稳定状态（有撑或锚的板桩）

三个未知量，而可利用的平衡方程式只有两个，多采用所谓的弹性曲线法。其中有一种称为假想梁法：即找出弹性曲线的反弯点 Q 的位置。认为该点的弯矩为零。上部为简支梁，下部为一次超静定架。



假想梁法

图9-6 板桩底端为嵌固
的稳定状态（有撑或锚的板桩）

连续墙厚度的确定

连续墙的厚度应根据连续墙不同阶段的受力大小、变形及裂缝控制要求等确定。

一般先预定为基坑开挖深度的3%--5%，最终由结构计算、复核结果决定。

9.2.5 结构计算

A 弹性方法

连续墙的结构计算与其他围护结构的计算类似，需要对开挖过程不同阶段工况进行计算。

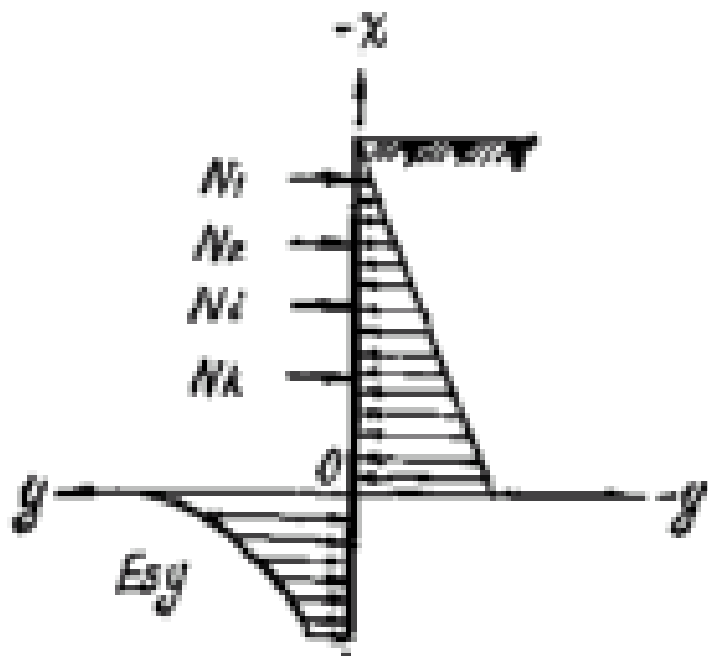


图9-8 计算简图

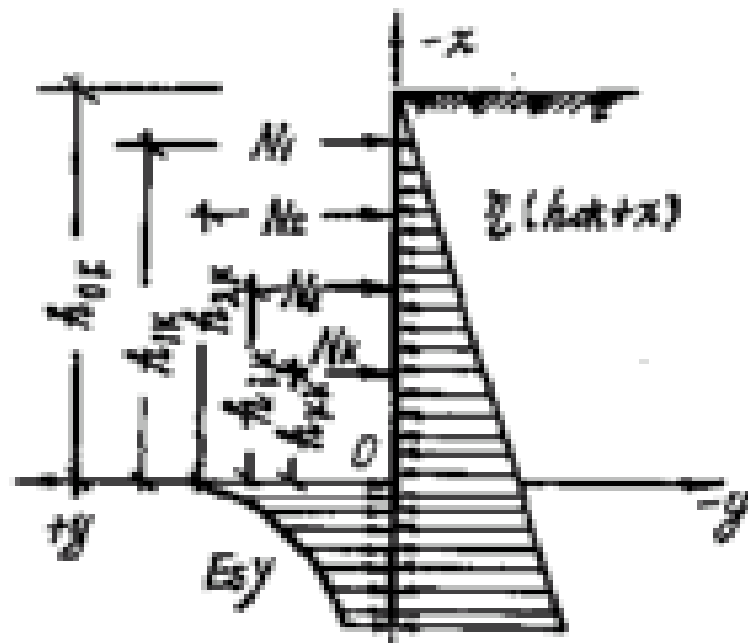


图9-9 基本假定图示

基本假定：

- 1) 墙体作无限长的弹性体；
- 2) 已知水、土压力，并假定为三角形分布；
- 3) 开挖面以下作用在墙体上的土抗力，假定与墙体的变位成正比；
- 4) 横撑（楼板）设置后，即把横撑支点作为不动支点；
- 5) 下道横撑设置以后，认为上道横撑的轴向压力值保持不变，其上部的墙体也保持以前的变位。

弹性曲线方程的建立:

1) 在第K道横撑到开挖面的区间 $(-h_{ik} \leq X \leq 0)$

$$\begin{aligned}
 M &= -\frac{1}{2}\eta(h_{ik}+X)(h_{ik}+X) \cdot \frac{1}{3}(h_{ik}+X) - \sum_1^k N_i(h_{ik}+x) \\
 &= -\frac{1}{6}\eta(h_{ik}+x)^3 - \sum_1^k N_i(h_{ik}+x) \\
 \frac{d^3y_i}{dx^3} &= \frac{M}{EI} = -\frac{1}{6}\eta(h_{ik}+x)^3 - \sum_1^k N_i(h_{ik}+x)
 \end{aligned} \tag{1}$$

根据材料力学条件：

$$\frac{dy_1}{dx} = \frac{1}{24EI} (h_{ab}+x)^4 - \sum_1^k \frac{N_i}{2EI} (h_{ab}+x)^3 + C_1$$

$$y_1 = \frac{\eta}{120EI} (h_{ab}+x)^5 - \frac{1}{EI} \sum_1^k \frac{1}{6N_i} (h_{ab}+x)^3 + C_1 x + C_2$$

$$EI \frac{d^2 y_1}{dx^2} = -\frac{1}{2} \eta (h_{ab}+x)^2 - \sum_1^k N_i$$

2) 在开挖面以下的弹性区间 ($X \geq 0$)

$$EI \frac{d^4 y_1}{dx^4} = q$$

$$EI \frac{d^4 y_1}{dx^4} = \eta(h_{0k} + x) - E_s y_1$$

$$EI \frac{d^4 y_1}{dx^4} + E_s y_1 = \eta(h_{0k} + X)$$

弹性曲线的最终形式:

1) $(-h_{uk} \leq x < 0)$ 区间

$$y_1 = N_k \cdot A_1 + A_2 + A_3$$

$$N_k = \frac{1}{A_1} (y_1 - A_2 - A_3)$$

其中
$$A_1 = \frac{x}{2\beta^3 EI} - \frac{1}{6EI} (h_{uk} + x)^3 + \frac{x}{2EI} h_{uk}^2 + \frac{x}{\beta EI} h_{uk}$$

$$+ \frac{h_{uk}^3}{6EI} - \frac{1}{2\beta^3 EI} - \frac{h_{uk}}{2\beta^3 EI}$$

$$A_2 = \sum_1^{k-1} \frac{N_i}{2EI} h_{ik} x - \sum_1^{k-1} \frac{N_i}{6EI} (h_{ik} + x)^3 + \frac{1}{2\beta^3 EI} \sum_1^{k-1} N_i x + \frac{1}{\beta EI} \sum_1^{k-1} N_i h_{ik} x$$

$$+ \sum_1^{k-1} N_i \frac{h_{ik}^3}{6EI} - \frac{1}{2\beta^3 EI} \sum_1^{k-1} N_i - \frac{1}{2\beta^3 EI} \sum_1^{k-1} N_i h_{ik}$$

$$\begin{aligned}
A_1 &= \frac{\eta}{120EI} (h_{0k} + x)^5 + \frac{\eta}{E_s} x - \frac{\eta}{24EI} h_{0k}^4 x - \frac{\eta h_{0k}^3}{4\beta^3 EI} x - \frac{\eta h_{0k}^2}{6\beta EI} \\
&\quad + \frac{\eta}{E_s} h_{0k} - \frac{\eta}{120EI} h_{0k}^5 + \frac{\eta h_{0k}^3}{4\beta^3 EI} + \frac{\eta h_{0k}^2}{12\beta^2 EI} \\
M_s &= \frac{\eta}{6} (h_{0k} + x)^3 - \sum_i^k N_i (h_{0k} + x) \\
Q_s &= \frac{\eta}{2} (h_{0k} + x)^2 - \sum_i^k N_i
\end{aligned}$$

2) ($0 \leq x$) 区间:

$$\begin{aligned}
y_2 &= e^{-\beta x} (A \cos \beta x + F \cdot \sin \beta x) + \frac{\eta}{E_s} (h_{0k} + x) \\
M_s &= -2EI\beta^2 e^{-\beta x} (F \cos \beta x - A \cdot \sin \beta x) \\
Q_s &= 2EI\beta^2 e^{-\beta x} [(A + F) \cos \beta x - (A - F) \sin \beta x]
\end{aligned}$$

该方法的计算步骤:

a) 第一次开挖时, 第一道横撑支点作为不动, 即取 $\delta_1 = y_1 = 0$ (也可用结构力学原理求出第一道横撑支点的变位), 用公式 (17) 求第一道横撑的轴向压力 N_1 以及用公式 (16) 求第二道横撑预定位置的变位 δ_2 ;

b) 第二次开挖时, 把 N_1 及 δ_1 作为定值, 用公式 (17) 求第二道横撑的轴压力 N_2 , 以及用公式 (16) 求第三道横撑预定位置的变位 δ_3 ;

c) 第三次开挖时, 把 N_1 、 N_2 及 δ_1 作为定值, 用公式 (17) 求第三道横撑的轴向力 N_3 , 以及用公式 (16) 求第四道横撑预定位置的变位 δ_4 。

B 支护内力随开挖过程而变化的计算方法

这一类方法对每一开挖过程结束以后均未作轴向力与弯矩不变的假设，也就是说，自

上而下的各道横撑轴力及墙体弯矩均随开挖工程，支撑工程的进展而不断发生变化。例如，“日本建筑结构基础设计规范”中的弹塑性法（图7-27）。

该法基本点是：

1. 考虑支撑的弹性变位，图中弹簧表示支撑；

2. 主动侧的土压力可用实测资料，并假设为坐标的二次函数；

3. 入土部分为已达到朗金被动土压力的塑性区及土抗力与墙体变位成正比的弹性区；

4. 墙体作为有限长，前端支承可以是自由、铰结、固定。

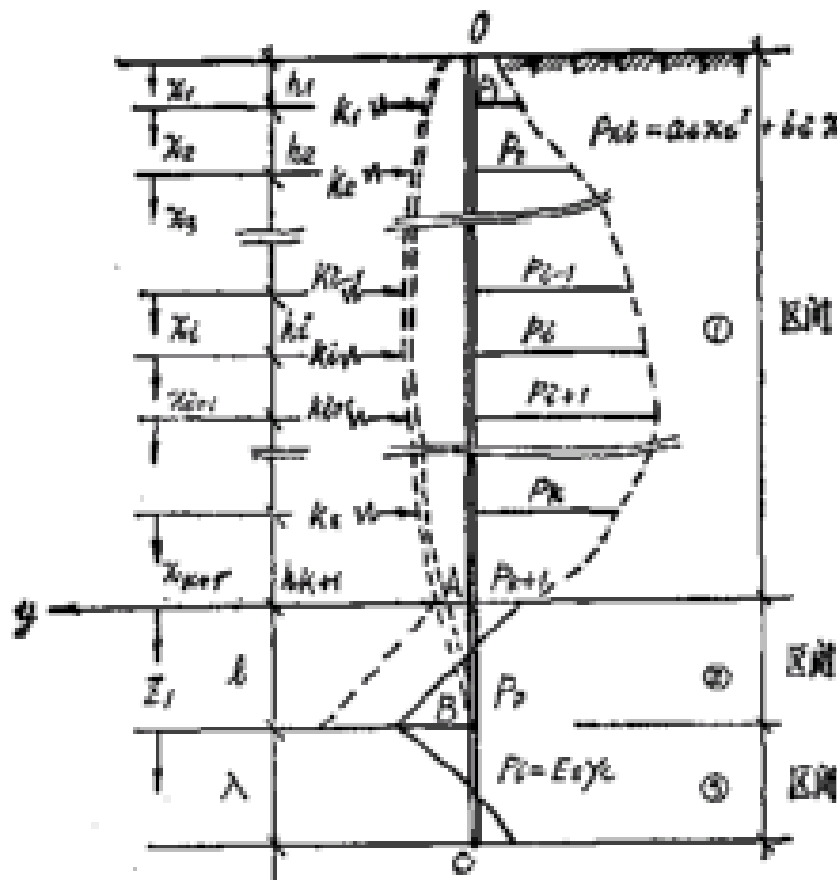


图 7-27

C 共同变形理论简介

以往均是把墙体作为被动部分,单纯地用来抵抗土压力,而没有考虑到墙体对土压力的

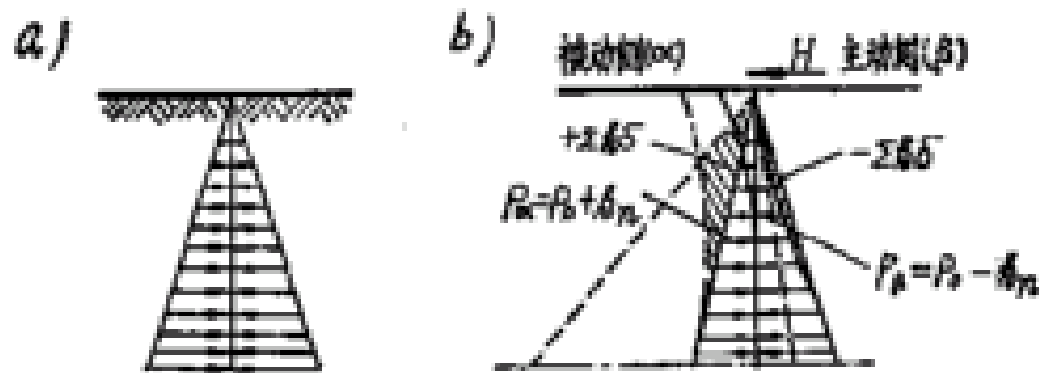


图 7-28

a) 墙没有变位情况, b) 墙有变位的情况

影响作用。日本的森重龙马提出了墙体变位对土压力产生增减的计算方法,我们称它为共同变形理论。图7-28 a)表示地下墙完全没有变位时,在墙两侧均作用着静止土压力 P_0 。图7-28 b)表示墙体在外力作用下发生了变形,假如墙上某一点 m 的水平变位为

δ , 那么在主动侧作用于 m 点的土压力从 P_0 变为 $P_a (=P_0 - k_a \delta)$ 。被动侧 m 点的土压力从 P_0 变为 $P_b (=P_0 + k_a \delta)$ 。其中 k_a 为地层侧向压缩系数。不论 δ 为何值, 均应符合下列条件:

被动侧 $P_b = P_0 + k_a \delta \leq P_p$ (被动土压力)

主动侧 $P_a = P_0 - k_a \delta \geq P_a$ (主动土压力)

D 有限单元法

P221

用有限个单元的集合代替无限多个单元的连续体。

具体做法是：先将结构划分为单元，写出单元各节点以位移为未知数的刚度矩阵方程。随后以地基土为脱离体，建立柔度矩阵，并对其求逆后所得的刚度矩阵与结构刚度矩阵耦合，从而求得结构单元各节点的位移值，从而求出结构的内力。（同第四章地层——结构法计算方法）

9.3 地下连续墙兼作外墙时的设计

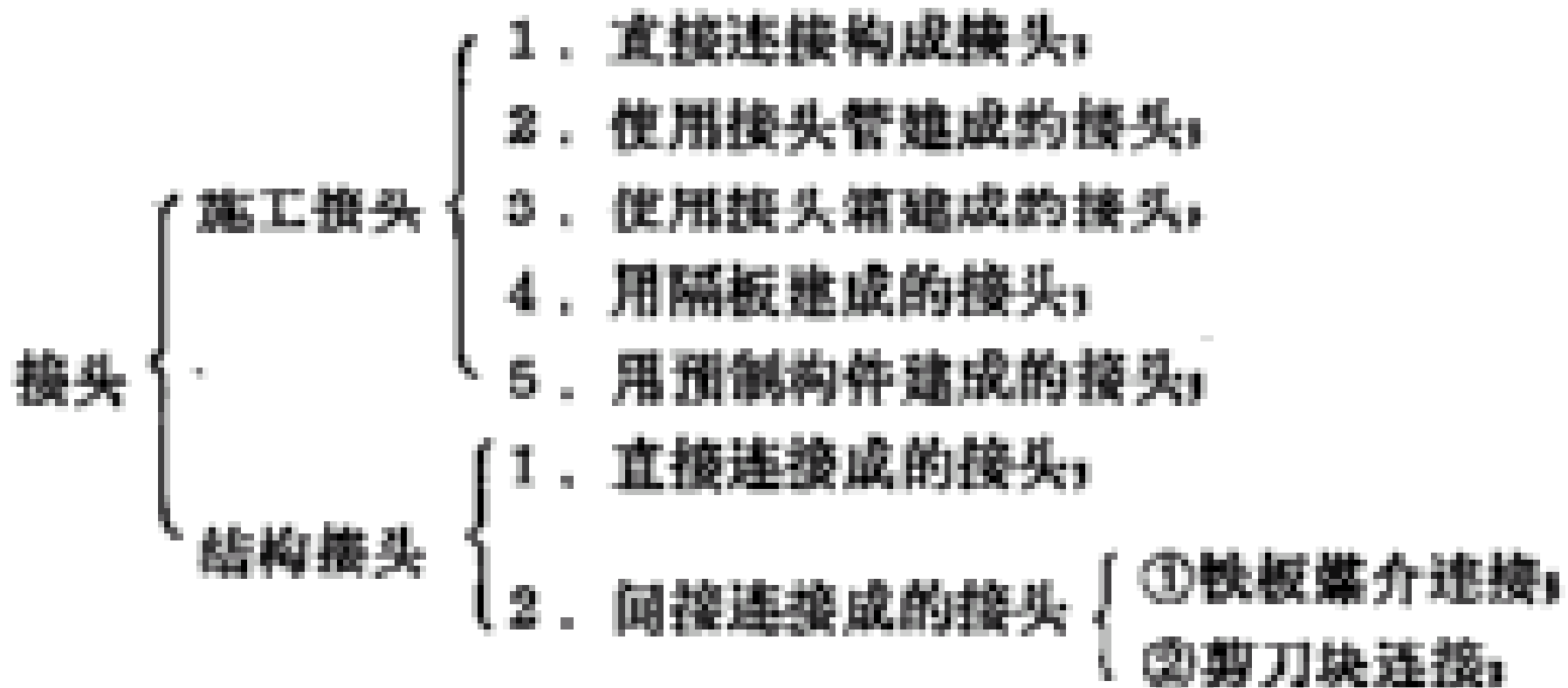
把地下墙用作主体结构物的一部分来设计时，必须验算如下两种应力：在结构物完成后，作用在墙体上的土压力、水压力以及作用在主体结构物上的垂直、水平荷载等产生的应力；在施工阶段，有作用在临时挡土墙上的土压力、水压力产生的应力。

其设计方法因地下墙与主体结构的结合方式不同而有差别。

分为单一墙、重合墙、复合墙、分离墙和承重墙等情况。

9.4 地下连续墙接头设计

接头型式



A 施工接头

直接接头

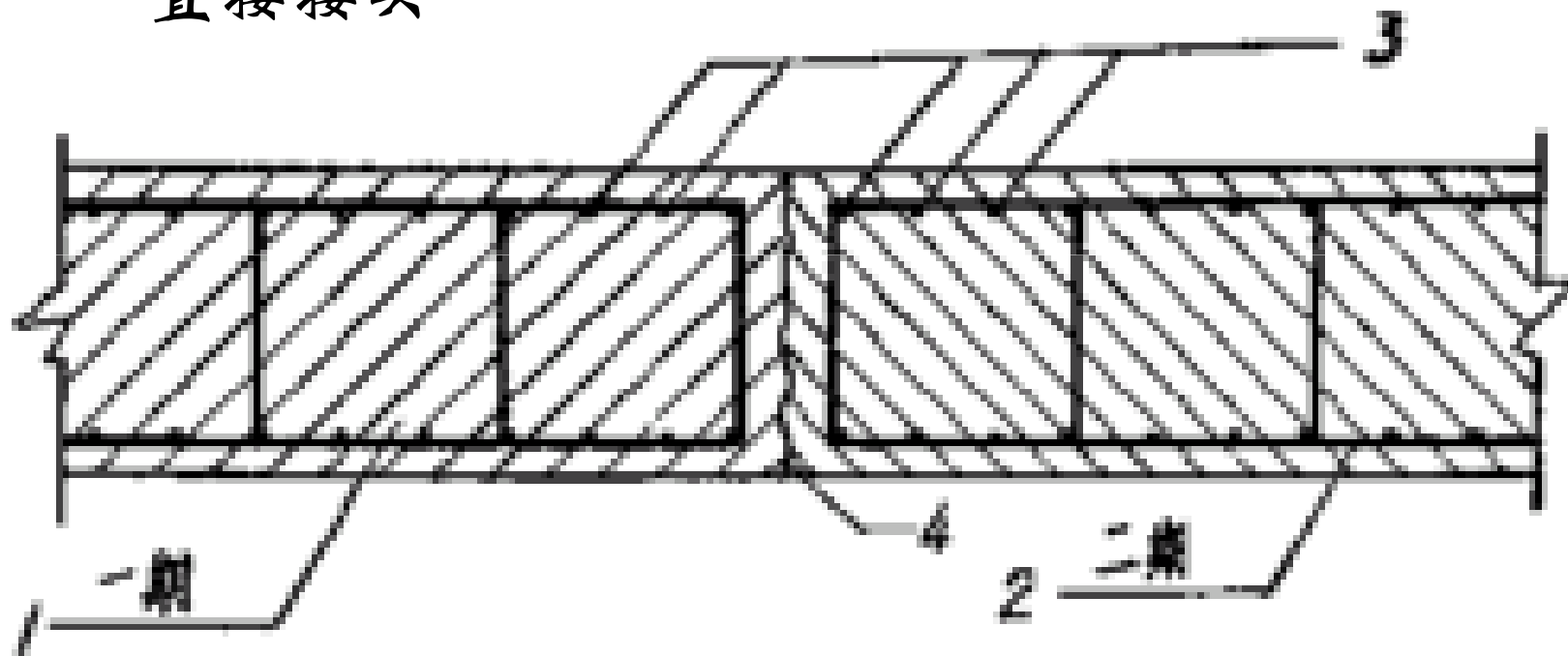


图 7-30

1——一期工程；2——二期工程；3——钢筋；4——接缝

使用接头管接头（常用）

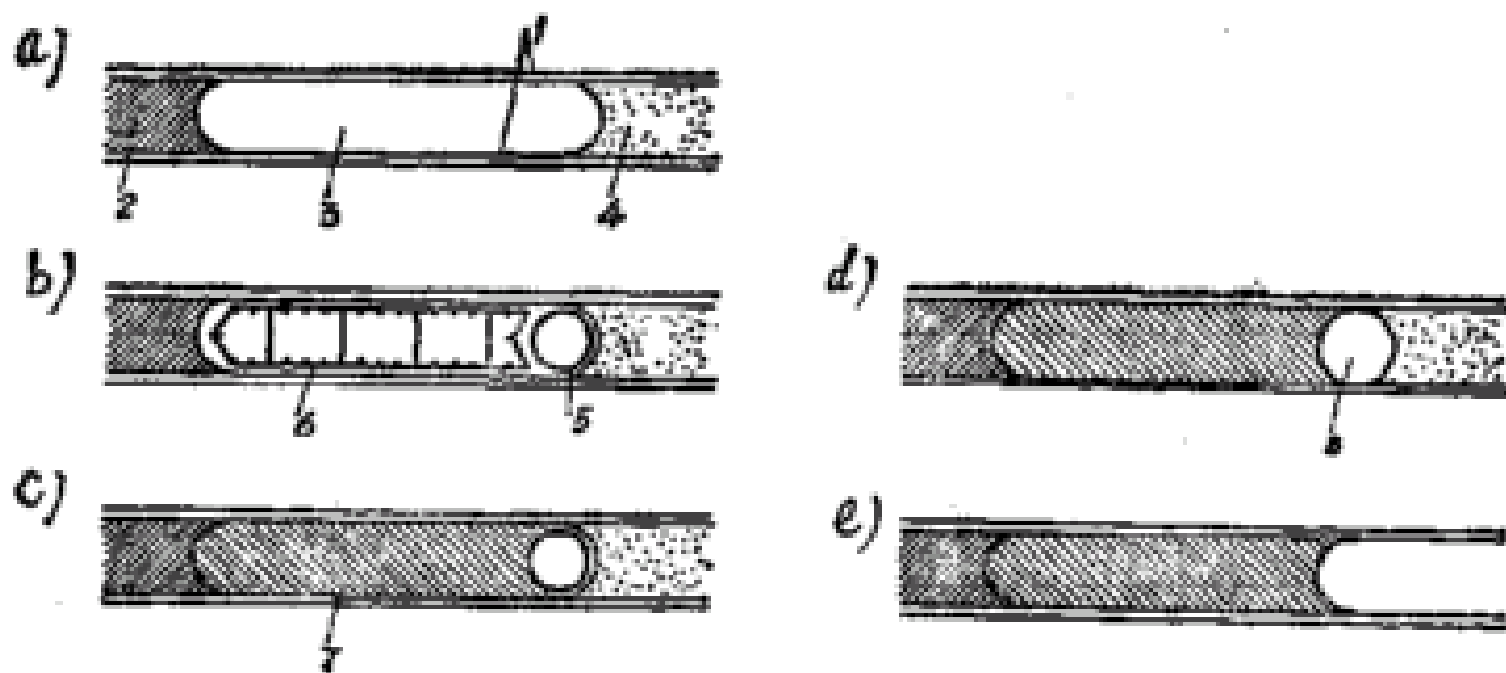


图 7-31

1—导墙；2—混凝土墙；3—开挖地腔；4—未开挖地腔；5—连续管；6—钢筋笼；7—混凝土抱枕；8—连续管拔除后的空洞

使用接头箱接头

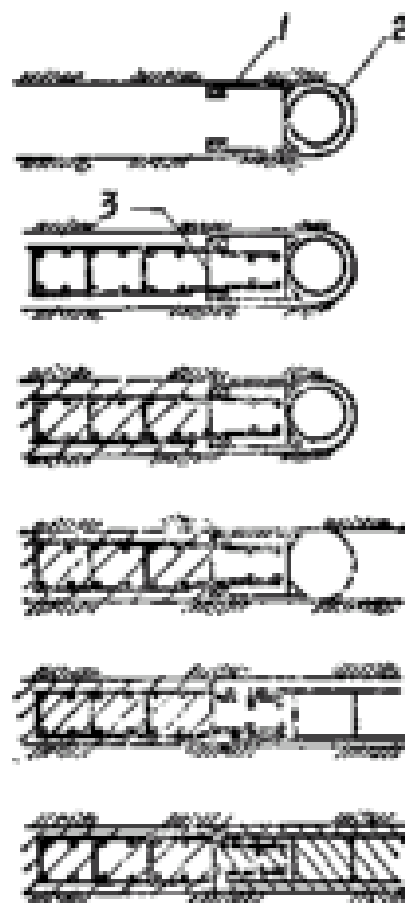


图 7-33

1—接头箱；2—接头管；3—焊
接钢筋上的钢板

使用隔板建成的接头

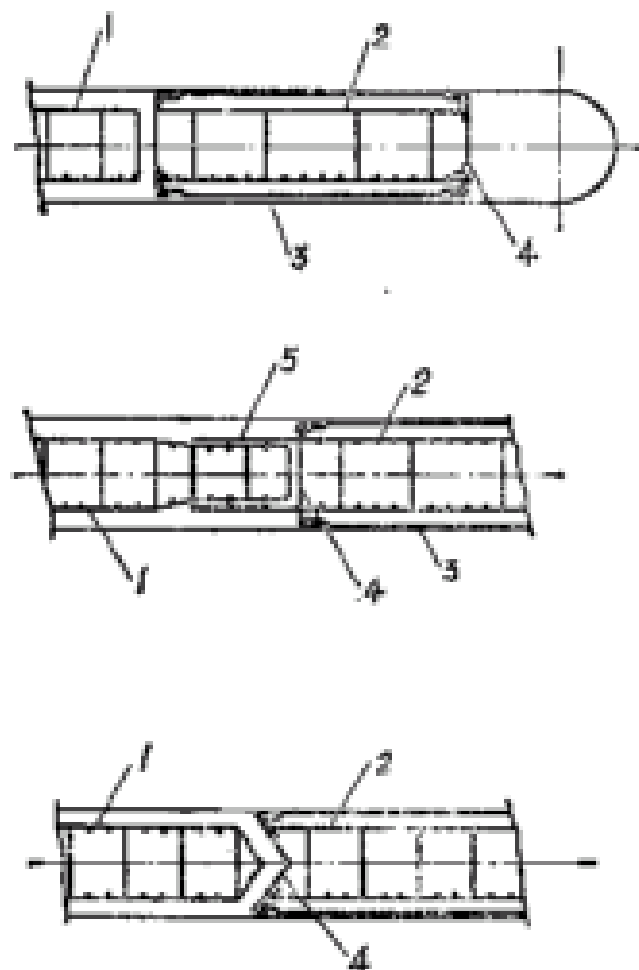


图 7-34

1—钢筋笼（正在施工地段），2—钢衬管（完工地段），
3—用化纤布铺盖；4—钢制隔板；5—连接钢衬

使用预制构件建成的接头

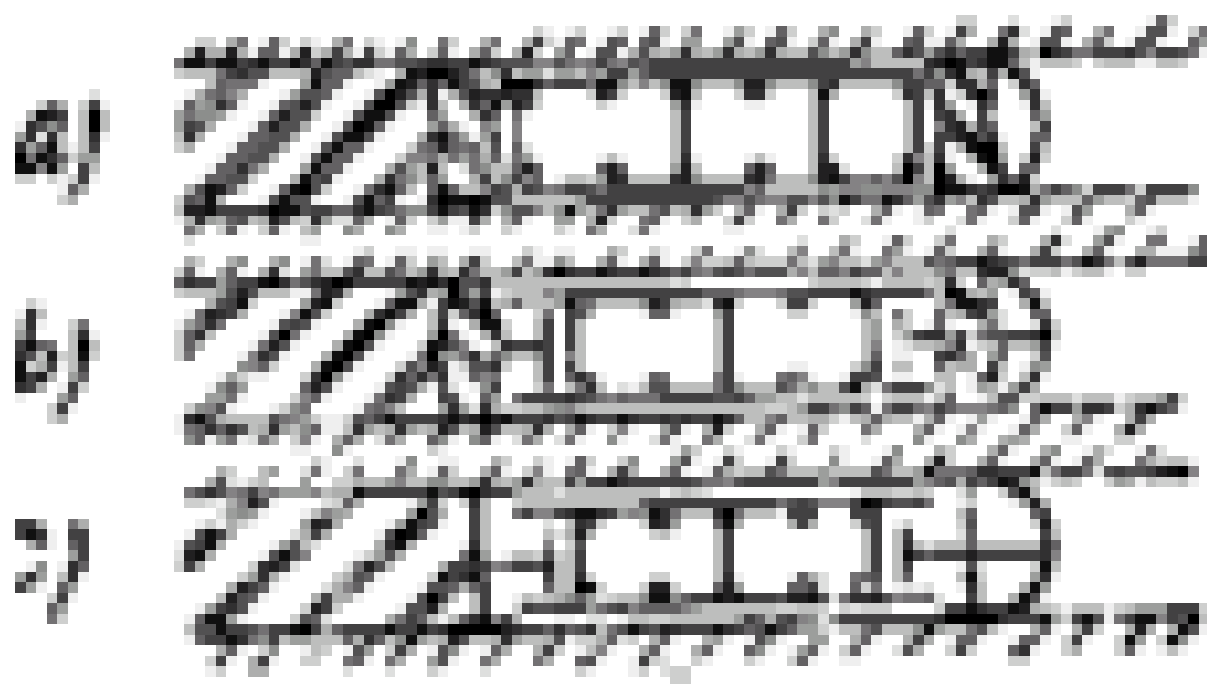


图 7-35

B 结构接头

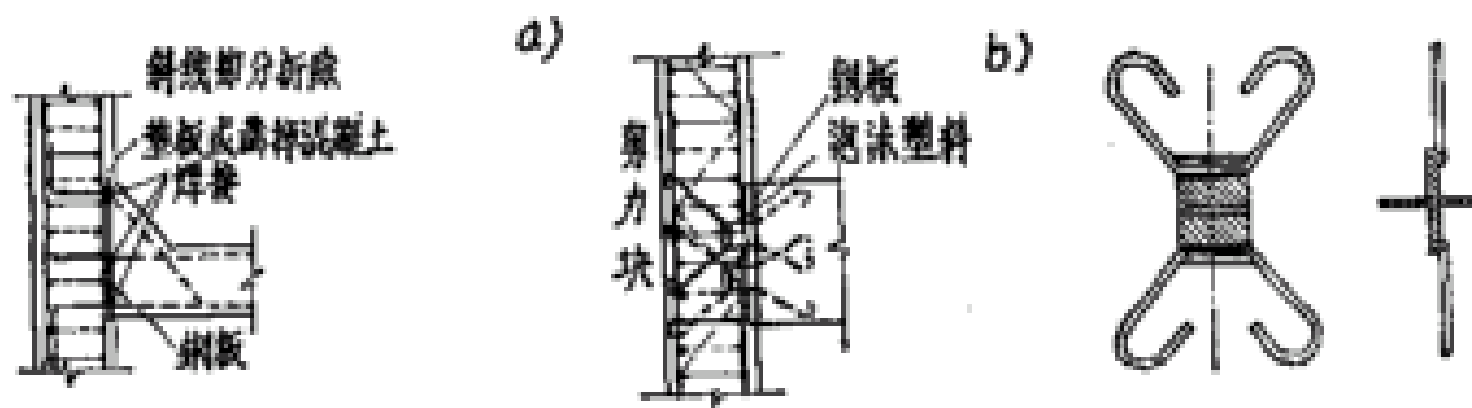


图9-28 剪刀块连接接头

h e

e n d

文件名格式：班级 学号 姓名 简略实验名称

邮件标题同文件名

Any questions please 发送至

xingzhengwu@163.com